

## Phương pháp tính toán sức chịu tải thẳng đứng của cọc

Hà Ngọc Tuấn

Bài viết này tổng kết các phương pháp tính toán sức chịu tải thẳng đứng cho cọc dùng cho các công trình xây dựng. Phương pháp luận làm cơ sở cho các phương pháp tính toán được bàn luận nhằm giúp độc giả nắm được nguyên lý khái triển của các công thức khác nhau. Các công thức tính toán nổi tiếng thế giới của các tác giả như Karl Terzaghi, Meyerhof, Vesic cũng được trình bày cụ thể trong bài này. Sau đó phương pháp xác định sức chịu tải dựa vào kết quả thí nghiệm cọc được bàn luận. Cuối cùng là tiêu chuẩn tính toán sức chịu tải hiện hành của Nhật Bản trích từ cuốn Japan Specification for Highway Bridges.

Keyword: Concrete pile, vertical bearing capacity

### 1. Lời mở đầu

Cọc được dùng như một cấu kiện chịu lực truyền tải trọng công trình xuống nền có lịch sử khá dài trong ngành xây dựng. Tuy nhiên lý thuyết tính toán sức chịu tải của cọc chỉ mới bắt đầu trong những năm 30 của thế kỷ trước. Lý thuyết về sức chịu tải của cọc do Prandtl đề xuất đã được Caquot ứng dụng vào năm 1934<sup>1)</sup>. Người có ảnh hưởng lớn tới phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc lớn nhất phải kể đến cha đẻ của ngành cơ học đất Karl Terzaghi với tác phẩm “Theoretical Soil Mechanics”<sup>2)</sup>. Hiện nay tiêu chuẩn các nước trên thế giới về sức chịu tải của cọc vẫn dựa trên lý thuyết về sức chịu tải. ở lý thuyết này sức chịu tải thẳng đứng của cọc được xem bao gồm hai thành phần : Sức chống ở mũi cọc và ma sát của thành cọc với đất nền. Tuy nhiên sự khác nhau giữa các công thức tính toán là ở giả thiết các mode phá hoại của nền dưới mũi cọc. Nói cách khác giả thiết về các mặt trượt do phá hoại cắt của đất nền dưới mũi cọc là khác nhau. Vấn đề này sẽ được trình bày cụ thể trong phần phương pháp luận của bài này.

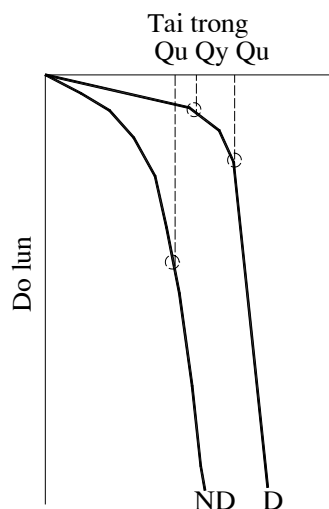
Cọc trong các công trình xây dựng không những chuyển tải trọng thẳng đứng mà chịu cả tải trọng ngang như trong trường hợp dưới tác dụng của động đất hay cọc làm tường chắn đất. Do vậy cọc phải có sức chịu tải cho cả phương thẳng đứng và phương ngang. ở phạm vi của bài này tôi xin chỉ đề cập đến sức chịu tải thẳng đứng của cọc, có lẽ đây là mối quan tâm của các kỹ sư ở Việt nam hiện nay khi thiết kế móng cọc vì tôi thấy các bạn đồng nghiệp bàn bạc nhiều về vấn đề này trên diễn đàn [www.ketcau.com](http://www.ketcau.com). Bài viết này chỉ có mục đích trả lời các băn khoăn của các bạn đồng nghiệp trên diễn đàn. Để nắm vững hơn nữa về cọc các bạn có thể tham khảo các tài liệu được dẫn ra sau cùng. Tuy nhiên tôi vẫn hy vọng là nó hữu ích cho các nhà thiết kế và những ai quan tâm đến cọc.

### 2. Phương pháp luận

#### 2.1 Tải trọng ở giới hạn chảy và cực hạn (Yield load, Ultimate load)

Nhìn chung giới hạn chịu tải cho phép của cọc được lấy nhỏ hơn tải trọng ở giới hạn chảy (Yield load) hay tải trọng cực hạn (Ultimate load). Hình 1 minh họa các giới hạn này. Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng cọc sẽ lún với mức độ khác nhau tùy thuộc vào điều kiện đất nền. Dựa vào quan hệ giữa tải trọng và

biến dạng có thể phân biệt thành 2 nhóm cọc khác nhau: Nhóm đặc trưng bởi đường cong D (Displacement pile) và nhóm đặc trưng bởi đường cong ND (Nondisplacement pile). Hai thuật ngữ bằng tiếng Anh này dễ gây nhầm lẫn về tính chất của cọc. Thực chất sự khác nhau là do phương pháp hạ cọc dẫn đến quan hệ tải trọng-độ lún khác nhau. Nhóm D thường là cọc đóng hoặc cọc ép mà khi thi công thể tích đất nền cọc chiếm chỗ không được giải phóng khỏi nền mà bị ép chuyển vị sang bên của thành cọc. ND là nhóm mà đất nền được giải phóng trước khi hạ cọc như trong trường hợp của cọc khoan. Cũng từ Hình 1 rõ ràng việc phán đoán sức chịu tải của hai loại cọc này là khác nhau. Nhóm cọc đóng (N) có quan hệ tải trọng-độ lún khá tuyến tính ở giai đoạn đầu ở tải trọng  $Q_y$



Hình 1. Quan hệ Tải trọng-Độ lún

(Yield load) cọc thể hiện quan hệ phi tuyến giữa lún và tải trọng như một biến dạng chảy. ở tải trọng  $Q_u$  (Ultimate) độ lún đột ngột tăng nhanh dù tải trọng không tăng hoặc tăng không đáng kể đây là tải trọng cực hạn mà cọc có thể chịu được trước khi nền bị phá hoại hoàn toàn. Sức chịu tải của cọc này có thể xác định thông qua lý thuyết và thực nghiệm để xác định các điểm  $Q_y$ ,  $Q_u$  rồi chia cho hệ số an toàn để lấy sức chịu tải thiết kế. Tuy nhiên việc này không dễ dàng ở cọc khoan (ND) do không có điểm  $Q_y$  hay  $Q_u$  rõ rệt. Trên thực tế khái niệm về tải trọng cực hạn (Ultimate load) cũng không có định nghĩa thống nhất ở các tiêu chuẩn khác nhau. Bảng 1 dưới đây đưa ra một số ví dụ về định nghĩa tải trọng cực hạn.

Bảng 1. Phương pháp xác định tải trọng cực hạn

Phương pháp xác định và định nghĩa	Tên Tiêu chuẩn hay tác giả
Độ lún toàn phần (1) Độ lún tuyệt đối $\geq 25.4\text{mm}$ (2) Độ lún tương đối $= 10\%$ đường kính cọc	Holland, New York City Code England
Độ lún ở vùng biến dạng chảy (1) 6.4 mm (2) 8.4 mm (3) 12.7 mm	AASHTO Magnet Boston Code
Tỷ lệ độ lún/Tải trọng (1) Toàn phần 0.25 mm/tf (2) phần tăng 0.76 mm/tf (3) phần tăng 1.27 mm/tf	California Chio Raymond Co.
đường cong $\text{Log}(s)/\text{Log}(P)$ có độ uốn cực đại	De Beer(1967)
Tỷ lệ phần tăng của độ lún và tải trọng S/P là cực đại	

Chú thích : Số liệu ở bảng này có hiệu lực trước 1989 và có thể đã được thay đổi cập nhật.

## 2.2 Quan hệ giữa phương pháp thi công và sức chịu tải của cọc

Sức chịu tải của cọc có quan hệ mật thiết với điều kiện đất nền ở mũi cọc và thành cọc. ở thành cọc tải trọng truyền từ cọc qua nền thông qua ma sát. Hiện tượng ma sát thành này lại có quan hệ trực tiếp với phương pháp thi công cọc.

Khi cọc được đóng hoặc ép xuống nền hoặc khi nền bị lún sụt so với cọc nền chịu biến dạng cắt ở mặt tiếp xúc với cọc. ở giai đoạn ban đầu khi gia tải, độ lún của cọc và chuyển động của nền là tương đương tuy nhiên khi độ lún tăng lên lực ma sát ở biên cọc sẽ tăng nhanh và vượt quá trạng thái cực hạn của lực ma sát. Trạng thái này xuất hiện phía trên của cọc và truyền nhanh xuống dưới mũi cọc. Khi quá giới hạn này mà vẫn tiếp tục gia tải mũi cọc sẽ chịu sự gia tăng này cho đến khi có phá hoại trong nền do lực cắt. Nói cách khác sẽ hình thành các mặt trượt trong nền. Lực ma sát cực hạn ở thành cọc do đó có thể xem tương đương với lực cắt của nền xung quanh cọc. Trên cơ sở lý luận này ma sát thành cọc có thể tính toán dựa trên tính chất cơ lý của nền quanh cọc. Đối với sét chặt chịu áp thông thường (normal consolidated) thì lực ma sát cực hạn tương đương với cường độ kháng cắt không thoát nước của đất, tuy nhiên trong trường hợp sét pha cát hay sét chặt quá áp (Over consolidated) thì lực ma sát nói chung nhỏ hơn cường độ cắt nói trên. đối với nền cát thì phương pháp thi công ảnh hưởng lớn đến áp lực thành cọc.

## 2.3 Lý thuyết về sức chịu tải thẳng đứng của cọc

Khi cọc chịu tải trọng thẳng đứng nếu nền đất rất tốt có thể vật liệu cọc bị phá hoại trước khi nền bị phá hoại. Ngược lại nền sẽ bị phá hoại trước nếu sức chịu tải cực hạn của nền nhỏ hơn sức chịu tải của vật liệu cọc. Sức chịu tải thẳng đứng dưới đây là sức chịu tải cực hạn của nền với giả thiết vật liệu cọc chưa bị phá hoại. Sức chịu tải theo lý thuyết này bao gồm 2 thành phần: Sức chịu tải cực hạn của nền dưới mũi cọc và sức chịu tải cực hạn ma sát thành cọc

$$Q_d = Q_p + Q_f = q_d A_p + f_u A_p$$

Trong đó  $Q_d$  là sức chịu tải cực hạn của cọc

$Q_p$  là sức chịu tải cực hạn của đất nền dưới mũi cọc

$Q_f$  là sức chịu tải cực hạn do ma sát thành cọc

$q_d$  là cường độ chịu tải cực hạn dưới mũi cọc

$f_u$  là cường độ ma sát cực hạn trung bình quanh thành cọc

$A_p, A_p$  Là diện tích mũi cọc và diện tích xung quanh thành cọc

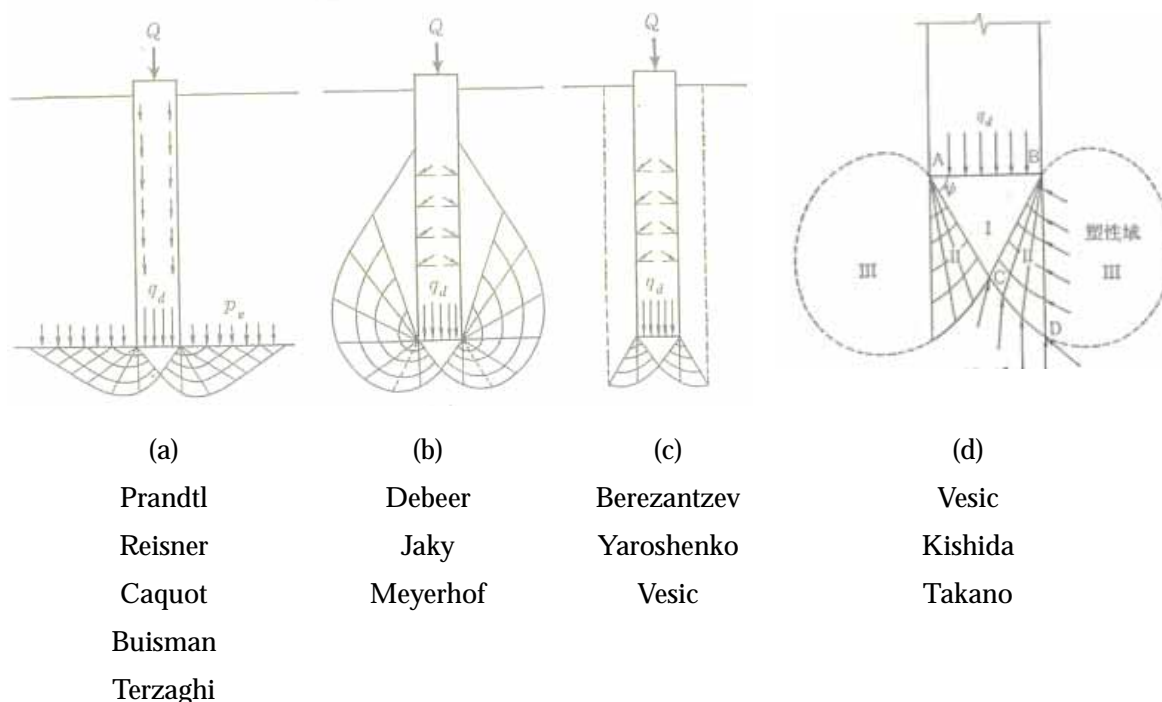
Một câu hỏi đặt ra đối với công thức này là cơ chế truyền lực như thế nào để có thể quan niệm sức chịu tải cực hạn của cọc bằng tổng hai thành phần như trên. Kết quả nghiên cứu cho thấy<sup>3)</sup> cơ chế này diễn biến như sau : khi cọc bắt đầu bị chất tải (chẳng hạn như bắt đầu xây dựng phần thân công trình) cọc sẽ lún dần, như đã nói ở phần trên ban đầu cọc và nền sát thành cọc sẽ chuyển động gần như nhau nhưng khi độ lún đạt đến khoảng 10-20 mm lực ma sát ở thành cọc vượt quá ma sát cực hạn bắt đầu từ thời điểm này mũi cọc sẽ làm việc và ma sát thành sẽ có giá trị cực hạn không đổi. Khi tải trọng tiếp tục tăng toàn bộ phần tăng này truyền xuống nền dưới mũi cọc cho đến khi lực tác dụng ở mũi cọc vượt quá sức chịu tải cực hạn  $Q_p$  lúc này độ lún sẽ tăng vọt và do nền dưới mũi cọc bị phá hoại cắt. Dựa trên lý thuyết này các tác giả đi

tìm mối liên hệ giữa  $Q_p$  và  $Q_r$  và tính chất của đất nền ( $c, \phi$ ) hay với kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT(Standard Penetration Test). Việc khai triển các công thức này của các tác giả tỏ ra phức tạp và có thể bạn đọc phải xem lại tài liệu về cơ học đất để theo được mạch của vấn đề. Tuy nhiên thực ra khai triển gồm 3 bước đơn giản như sau:

Bước 1. Giả thiết khi nền bị phá hoại thì trạng thái phá hoại là như thế nào. Nói cách khác các mặt trượt do cắt ở đất nền có hình dáng như thế nào

Bước 2. Phân tích lực ở trạng thái cân bằng cực hạn (tức là ở thời điểm phá hoại)

Bước 3. Dựa trên điều kiện cân bằng lực để tính ra sức chịu tải cực hạn.



Hình 2. Các giả thiết về mặt trượt cho công thức tính sức chịu tải

Để tính được sức chịu tải ở mũi cọc cần phải hiểu được trạng thái phá hoại nền dưới mũi cọc, nhưng điểm khó khăn là ở chỗ ta không quan sát được trạng thái này và đo ứng suất để nắm được trạng thái phá huỷ cũng khó tiến hành được dù cũng đã có những cố gắng để thực hiện phép đo này. Cho nên các công thức tính toán đều dựa trên giả thiết. Hình 2 từ a đến d biểu diễn các giả thiết khác nhau về phá hoại nền.

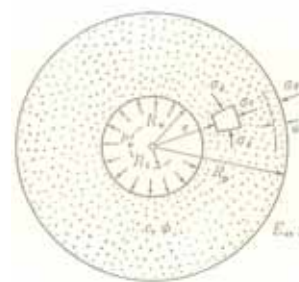
Hình 2a cho thấy quan niệm của Prandtl và Terzaghi. Họ cho rằng ở trạng thái cực hạn ứng suất cắt phân bố dọc theo các đường cong ở hai bên mũi cọc. Tam giác ngay dưới mũi cọc có trục ứng suất chính theo phương thẳng đứng, do điều kiện ứng suất và lực dính tam giác này ở trạng thái đàn hồi, liên kết chặt với mũi cọc và trở thành 1 phần của cọc. Hai cạnh bên của tam giác này là gianh giới vùng quá độ ứng suất, áp lực thẳng đứng từ tam giác dưới mũi cọc có xu hướng làm đất nén sang hai bên cạnh tam giác, ở biên tam giác ứng suất nén vẫn liên tục nhưng trục ứng suất chính xoay  $90^\circ$  so với phương thẳng đứng. Vùng dưới tải trọng  $p_v$  là vùng áp lực thụ động Rankine (Rankine passive pressure area). Khi tải trọng vượt quá

sức chịu tải cực hạn khối đất nằm trong mặt trượt ở hình vẽ sẽ trượt dọc theo mặt trượt (đường cong lớn bao lưới). Phản lực tác dụng lên tam giác dưới mũi cọc sẽ giảm đột ngột phá vỡ thế cân bằng do đó cọc sẽ lún nhanh. Điểm đáng lưu ý ở giả thiết này là mặt trượt dừng lại ngay dưới mặt phẳng đáy cọc, như vậy Terzaghi cho rằng sức cắt của đất phía trên là không đáng kể và bỏ qua lượng này.

Meyerhof<sup>(4)</sup> quan niệm là các mặt trượt này xuất hiện ngay cả phía trên mặt phẳng ở mũi cọc như trên Hình 2b. Tuy nhiên khi cọc có độ sâu lớn giả thiết này của Meyerhof không chính xác. Hình 2c là giả thiết phân bố của các mặt trượt dựa trên các kết quả thực nghiệm mà Berezhantzev<sup>(5)</sup> là đại biểu. Giả thiết này hoàn toàn khác với cách nhìn của Terzaghi về phân phối ứng suất cắt.

Hình 2d là giả thiết của Versic<sup>(1)</sup> và các tác giả Nhật. Versic thông qua nhiều thí nghiệm của mình kết luận khi cọc ở sâu phá hoại nền là phá hoại xuyên thủng do cắt (punching shear). Nhóm tác giả này kết hợp quan niệm phá hoại nền cho trượt của Prandtl và Terzaghi cùng với một lý thuyết hoàn toàn mới để khai triển công thức của mình. Lý thuyết này liên quan đến việc phân tích nội áp lực trong các bọt khí trong đất. Tôi cũng xin giới thiệu sơ qua để hoàn thành phần quan niệm về phá hoại nền này.

Trong nền luôn luôn có các bọt không khí với bán kính ban đầu  $R_0$ . Dưới tác dụng của tải trọng nội áp lực của các bọt khí này tăng lên và đến giới hạn cực đại (cực hạn) lúc này bọt không khí có bán kính  $R_p$  như trên Hình 3. Xung quanh bọt khí trong bán kính  $R_p$  đất nền dưới áp lực bên ngoài và nội áp lực từ bọt khí đạt tới trạng thái chảy (plastic deformation) trạng thái này chính là trạng thái cực hạn và thông qua tiêu chuẩn phá hoại nền Mohr-Coulomb có thể tính toán được các lực cắt trong nền. Bài toán sức chịu tải trở thành bài toán xác định nội ứng suất cực hạn của bọt khí. Như trên Hình 2d vùng III là vùng có biến dạng chảy của đất nền như phân tích nói trên.



Hình 3. Bọt khí chịu áp trong nền

Trên đây một số quan niệm về trạng thái phá hoại nền đã được trình bày. Phần tiếp theo là các khai triển cụ thể của các công thức tính toán sức chịu tải cực hạn. Nếu bạn không thích dài dòng mất thời gian bạn có thể lướt qua phần này. Tuy nhiên nếu bạn băn khoăn tại sao các công thức tính sức chịu tải lại bao gồm thành phần do lực dính, áp lực đất, trọng lượng khối trượt vv... bạn có thể dõi theo.

### 2.3.1 Công thức tính sức chịu tải cực hạn ở mũi cọc ( $Q_p$ )

#### (a) Công thức của Terzaghi

Công thức tính sức chịu tải do Terzaghi đề xuất từ 1943 thực ra chỉ áp dụng cho móng nông (tức là tỷ số bề rộng móng và độ sâu  $B/D_f$  nhỏ hơn 1). Tuy nhiên khi áp dụng công thức này cho cọc công thức của Terzaghi tỏ ra khá sát trong nhiều bài toán thậm chí cho kết quả hợp lý hơn cả nhưng công thức được đề xuất sau này như công thức dùng thí nghiệm SPT của Meyerhof

Cường độ chịu tải cực hạn ở mũi cọc theo công thức Terzaghi được tính sau

$$q_d = cN_c s_c + p_v N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Trong đó

A1. Các hệ số  $S_c$  và  $S_f$  được xác định thông qua thực nghiệm (công thức Terzaghi là công thức bán thực nghiệm) được xác định như sau

	Tiết diện tròn	Tiết diện chữ nhật(vuông)
Sc	1.3	1.3
Sy	0.6	0.8

A2.  $p_v$  là tải trọng do lớp đất phía trên (overburden load) như biểu diễn trên Hình 4. Hình 4a biểu diễn mặt trượt cho trường hợp móng nông. Trong trường hợp này  $p_v$  được tính theo công thức

$$Pv = \gamma D_f$$

Đối với móng cọc áp lực  $P_v$  được tính có kể đến tác dụng sức cắt và trọng lượng của khối đất trong khoảng  $nR$  ( $R=B/2$ )

$$P_v = \gamma \cdot 1 D_f$$

Với

$$\gamma_1 = \gamma + 2 \frac{f + n\tau}{(n^2 - 1)R}$$

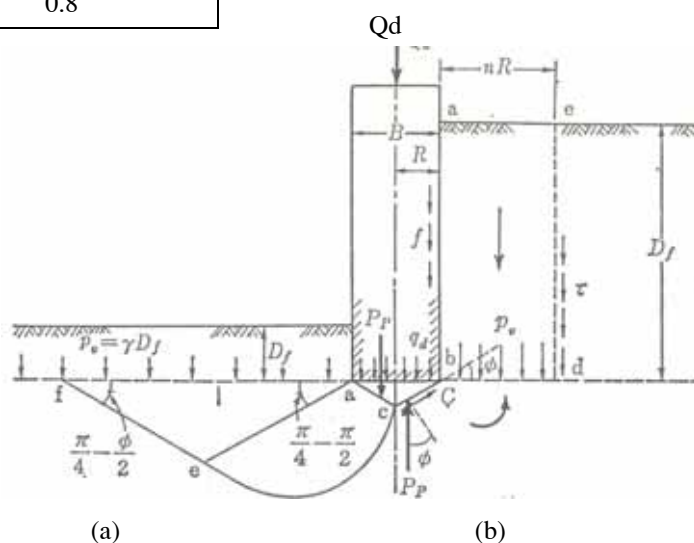
A3. Các hệ số  $N_q$   $N_c$   $N_\gamma$  được tính như sau

$$N_q = \frac{e^{\frac{(\frac{3}{2}\pi - \phi) \tan \phi}}{2 \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Các trị số của hệ số  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  cho công thức Terzaghi được trình bày ở bảng bên



Hình 4. Mặt trượt giả thiết của Terzaghi

$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

Bảng 1. các hệ số trong công thức Terzaghi

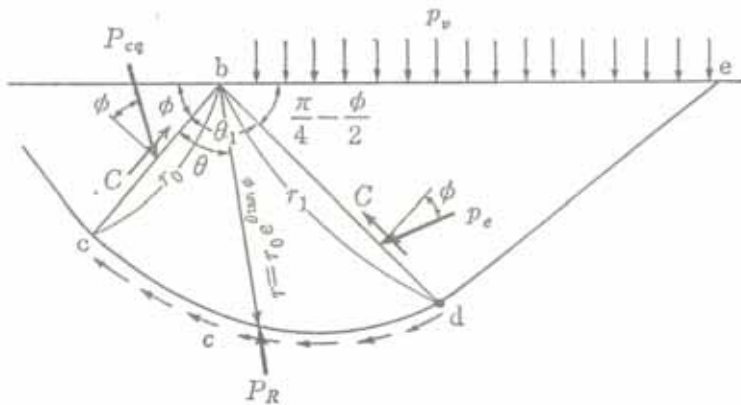
Với công thức và các hệ số trên ta có thể tính được sức chịu tải ở mũi cọc tuy nhiên ở đây tôi xin phân tích sâu hơn nữa để thấy được ý nghĩa vật lý của 3 thành phần có trong công thức (1). ở Hình 4b nếu không tính đến ma sát ở thành cọc thì cân bằng lực của cọc có thể biểu diễn bằng công thức sau:

$$Q_d = 2P_p + Bc \tan \varphi - \frac{\gamma B^2}{4} \tan \phi \quad (2)$$

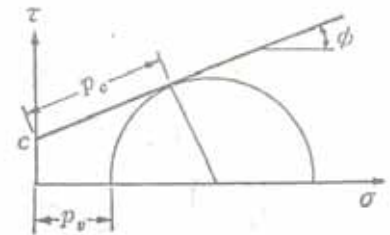
ở công thức này  $Q_d$  là tải trọng tác dụng lên đỉnh cọc.  $2P_p$  là hai lực tác dụng thẳng đứng lên 2 cạnh tam giác acb. Số hạng thứ 2 của vế phải công thức là hình chiếu của lực kháng cắt  $C$  lên trục thẳng đứng của cọc có hướng cùng với  $P_p$ . Số hạng thứ 3 là trọng lượng khối đất nằm trong tam giác acb có hướng ngược với  $P_p$  nên mang dấu trừ.

Lực  $P_p$  (phản lực nền) chính là thành phần tạo nên sức chịu tải cực hạn ở mũi cọc. Lực này là tổng của 2 thành phần:  $P_{cq}$  là phản lực sinh ra do sức cắt  $c$  và áp lực đất  $p_v$ ;  $P_r$  là phản lực sinh ra do trọng lượng của khối đất trong lưới trượt. Để tính toán 2 thành phần này ta phân tích cân bằng cho hai trường hợp.

+) ở trường hợp thứ nhất ta bỏ trọng lượng của khối trượt ( $\gamma=0$ ) và xét cân bằng lực như trong hình 5



Hình 5 .Cân bằng lực để tính  $P_{cq}$



Hình 6 .Tính  $P_e$

Hình 5 biểu diễn mặt trượt dưới mũi cọc. Cạnh bc chính là cạnh của tam giác cân hồi dưới mũi cọc. cbd là vùng quá độ ứng suất. Xét cân bằng moment của tất cả các lực tác dụng lên tam giác này ta có thể tính được  $P_{cq}$ . Lưu ý rằng  $P_{cq}$  tác dụng lên trung điểm của mặt cb. Hợp lực  $P_e$  của vùng thụ động Rankine tác dụng lên mặt phẳng bd có thể tính toán dựa trên tiêu chuẩn phá hoại Morh-Coloumb. Từ quan hệ hình học ở Hình 6 ta có ‘

$$P_e = c + \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} p_v$$

Mặt cong của vùng quá độ được giả thiết bởi đường cong

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi}$$

Khi đó đường này sẽ nối liền liên tục với cạnh de của vùng thụ động rankine bảo đảm tính liên tục cân

thiết cả mặt trượt. Hợp lực  $P_R$  lên mặt cong này có đường tác dụng đi qua điểm b nên nếu xét cân bằng moment so với b thì lực này không gây ra moment. Cân bằng của các lực còn lại sẽ là :

$$P_{cq} \cos \phi \frac{r_o}{2} = p_e \gamma_1 \cos \phi \frac{r}{2} + \int^{CD} c ds \cos \phi r$$

Thế các giá trị  $r_o$  và cung CD bởi

$$r_o = B \sec \phi / 2$$

$$\theta_1 = (3\pi / 2 - \phi) / 2$$

$$ds = rd\theta / c\phi$$

Thì  $P_{cq}$  có thể được tính bởi công thức sau

$$P_{cq} = \frac{Bc}{2 \sin \phi \cos \phi} \left\{ (1 + \sin \phi) e^{\tan \phi (3\pi / 2 - \phi)} - 1 \right\} + \frac{Bp_v}{2c_1 - \sin \phi} e^{\tan \phi (3\pi / 2 - \phi)}$$

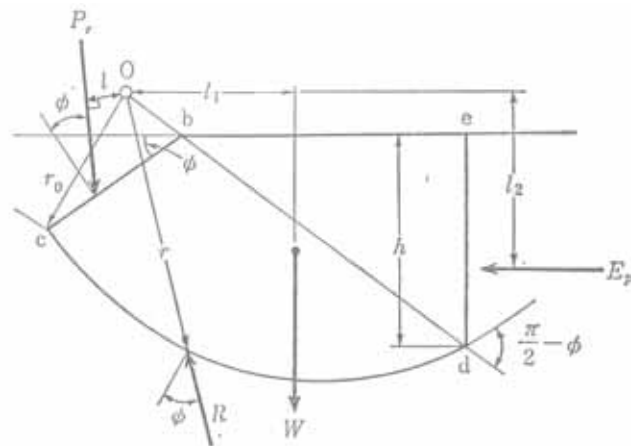
Công thức trên cho thấy các đại lượng  $c$  và  $p_v$  có vai trò đối với  $P_{cq}$ . Từ kết quả thực nghiệm và từ công thức này các hệ số  $N_q$  và  $N_c$  được tính như ở công thức (1).

+) để tính được lực  $P_r$  do tác dụng của trọng lượng khối đất trượt ta sử dụng logic tương tự như phân tích trên cho  $c$  và  $p_v$ . Khi đó ta coi khối trượt có trọng lượng nhưng không có ma sát và không chịu tác dụng của trọng lượng lớp đất đá bên trên. Sơ đồ cân bằng lực được biểu diễn ở Hình 7 dưới đây

ở Hình 7,  $W$  là trọng lượng của khối đất trượt bao bởi diện bcde.  $P_r$  tác dụng lên cạnh bc và cách b một khoảng  $2bc/3$ . Hợp lực tác dụng lên mặt trượt cd là  $R$ .  $E_p$  là áp lực từ vùng thụ động Rankine có hướng nằm ngang. Xét cân bằng so với điểm O ta có thể tính ra  $P_r$  theo công thức sau

$$P_r = \frac{1}{l} (Wl_1 + Epl_2)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_2 h^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$



Hình 7 .Cân bằng lực để tính  $P_r$

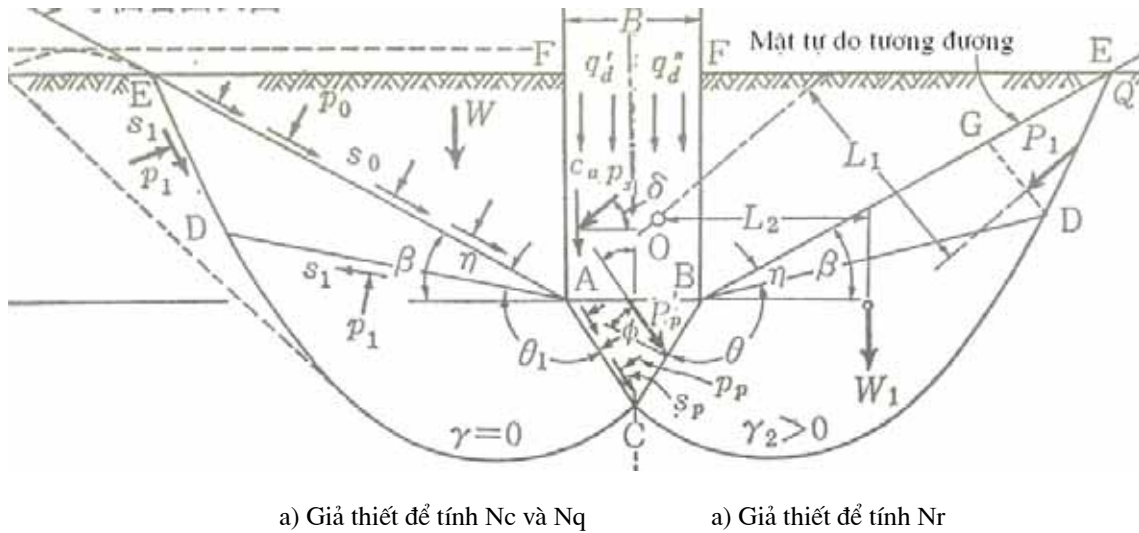
Từ các công thức này có thể suy ra  $N_r$  ở công thức (1).

Nói tóm lại từ giả thiết về hình dáng của mặt trượt, giả thiết về sự độc lập tác dụng của lực dính, áp lực đất lớp đất bên trên và trọng lượng của khối trượt Terzaghi thiết lập được cơ sở lý thuyết để tính các thành phần lực tạo nên sức kháng ở mũi cọc. Sau đó bằng thực nghiệm với các móng có hình dạng mặt cắt khác nhau để tính toán các hệ số liên quan khi thành lập công thức tính toán sức chịu tải. Bạn đọc lưu ý rằng mọi tính toán trên đều dựa trên một giả thiết ngầm là nền không thay đổi thể tích dưới tác dụng của tải trọng.



**(b) Công thức của Meyerhof**

Như đã trình bày ở trên Meyerhof cho rằng lực kháng cắt của các lớp đất đá ở trên mặt phẳng của mũi cọc phải được kể đến trong tính toán do vậy trạng thái cân bằng cực hạn sẽ được biểu diễn như trên Hình 8



Hình 8 . Giả thiết mặt trượt của Meyerhof

Tôi xin không khai triển công thức của Meyerhof cụ thể như cho công thức Terzaghi ở đây mà chỉ phân tích trạng thái do Meyerhof giả thiết trên hình 8. Tam giác ABC trên hình 8 là vùng ở trạng thái đàn hồi. Khi tính toán các giá trị hệ số  $N_c$  và  $N_q$  khối trượt cũng được giả thiết không trọng lượng như hình 8a. ở Hình 8a đường thẳng nối A với D tạo nên vùng ACD, vùng này được gọi là vùng chịu cắt. mặt AE ở hình vẽ này được gọi là mặt tự do tương đương ở mặt này có góc nghiêng với đường nằm ngang là  $\beta$  còn góc nghiêng với AD là  $\eta$ . Trên mặt tự do tương đương có ứng suất nén  $p_0$  và  $s_0$  làm việc. Dựa trên cân bằng ở các vùng ACD và ADE có thể tính được  $s_p$  và từ đó tính được  $p_d$ , tức là tính được sức kháng ở mũi cọc do lực dính và áp lực đất gây ra.

Sức chịu tải được tính theo Công thức Meyerhof cho như sau:

$$q_d = cN_c + p_0N_q + \gamma_2 \frac{B}{2} N_r \quad (3)$$

$$p_0 = \left( c_a \sin \beta + \frac{1}{2} \gamma D_f \cos \beta \right) \cos \beta + \frac{K_{sy} D_f}{2 \cos \delta} \sin(\delta + \beta) \sin \beta$$

$$N_c = \cot \phi \left\{ \frac{(1 - \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)} - 1 \right\}$$

$$N_q = \frac{(1 + \sin \phi) e^{2\theta \tan \phi}}{1 - \sin \phi \sin(2\eta + \phi)}$$

Với c: lực dính ở mặt trượt

$\phi$ : góc ma sát trong của đất trong khối trượt

$\gamma_2$  : trọng lượng riêng của đất trong khối trượt

$p_0$  : áp lực vuông góc với mặt tự do tương đương

$\gamma$ : trọng lượng riêng trung bình của đất dưới mặt phẳng của mũi cọc

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Là các hệ số để tính sức chịu tải.

Để sử dụng được công thức của Meyerhof bạn đọc có thể tính toán trực tiếp nhưng tiện lợi nhất vẫn là tra bảng các hệ số có sẵn cho công thức này.

### (c) Công thức của Versic

Versic đưa ra công thức tính cho  $N_q$  dựa trên giả thiết về xuyên thủng nền kết hợp với mặt trượt như sau'

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{1.333 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} \right\}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v I_r}$$

$$I_r = \frac{G'}{c + p_v \tan \phi} = \frac{G'}{s}$$

$I_r$  là chỉ số độ cứng được tính bằng Modul kháng cắt  $G'$  và  $c$  của nền.

### (d) Công thức tổng quát

Từ các công thức kinh điển trên sức chịu tải của cọc được Joseph E. Bowles<sup>6)</sup> tổng quát hoá bằng công thức sau:

$$Q_p = A_p \left( c N_c d_c s_c + \eta p_v N_q d_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B_p N_\gamma s_\gamma \right) \quad (4)$$

$A_p$  là diện tích mũi cọc. Nói chung là diện tích có tính đến cả phần mở rộng mũi cọc nếu có.

**C** Lực dính của nền dưới mũi cọc

**B<sub>p</sub>** Độ rộng hay đường kính cọc

$N_c, N_q, N_\gamma$  Các hệ số cho sức chịu tải tính đến tác dụng của lực dính, áp lực đất và trọng lượng khối trượt các hệ số này được các tác giả khác nhau đề xuất dựa trên các giả thiết tính toán khác nhau.

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} (L / B)$$

$$d_p = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} (L / B)$$

$p_v$  là áp lực do các lớp đất phía trên ( $= \gamma L$ )

$\eta = 1$  cho tất cả các tác giả khác trừ Vesic (1975). Theo công thức của Versic thì

$$\eta = \frac{1 + 2 K_0}{3}$$

Với  $K_0$  là tỷ số của áp lực thẳng đứng và nằm ngang của đất nền tại hiện trường.

**(e) Tính toán sức chịu tải của mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên chuẩn SPT**

**Công thức Meyerhof<sup>(6)</sup>**

Meyerhof đề xuất công thức tính toán sức chịu tải của mũi cọc dựa trên thí nghiệm SPT vào năm 1976 như sau:

$$P_{pu} = A_p (40N) \frac{L_b}{B} \leq A_p (380N) \quad (5)$$

$P_{pu}$  Là sức chịu tải cực hạn của mũi cọc được tính bằng kN

$A_p$  Là diện tích cắt ngang của mũi cọc ( $m^2$ )

$N$  Giá trị trung bình của SPT  $N_{55}$  trong phạm vi  $8B$  phía trên và  $3B$  phía dưới mũi cọc

$B$  là độ rộng hay đường kính mũi cọc

$L_b$  chiều sâu mũi cọc

**Công thức Shioi và Fukui<sup>(6)</sup>**

Các tác giả Nhật Bản Shioi và Fukui (1982) đề xuất công thức tính toán sau:

$$P_{pu} = q_{ult} A_p \quad (6)$$

Với  $q_{ult}$  là cường độ kháng cực hạn ở mũi cọc được tính theo trị số  $N$  và tỷ số  $L_b/B$  như sau

Cọc đóng	$q_{ult}/N=6L_b/B$ $q_{ult}/N=10+4L_b/B$	$\leq 30$ (open end pipe pile) $\leq 30$ (closed end pipe)
Cọc BTCT đổ tại chỗ	$q_{ult}=300$ $q_{ult}=3S_u$	Chống vào nền cát Chống vào nền sét
Cọc khoan nhồi	$q_{ult}=10N$ $q_{ult}=15N$	Chống vào nền cát Chống vào nền sỏi cát (Gravelly sand)

Kết quả thí nghiệm SPT phải lấy trị số  $N_{55}$

Các tác giả Nhật cũng đưa ra công thức tương tự để tính sức chịu tải cực hạn của mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (cone penetration tests) như sau

$$P_{pu} = A_p q_c \quad (7)$$

Với  $Q_c$  là giá trị trung bình sức kháng xuyên trong vùng  $8B$  trên và  $3B$  dưới mũi cọc.

Trên đây là phần trình bày về các công thức tính toán sức chịu tải cực hạn của mũi cọc do một số tác giả nổi tiếng đề xuất. Tiếp theo phần này tôi xin đưa đến bạn đọc phương pháp tính toán sức chịu tải do ma sát của đất nền với thành cọc gây ra. Cũng như ở phần sức chịu tải cực hạn ở mũi cọc mục tiêu của tôi ở phần này là giải thích các đại lượng liên quan đến tính toán để bạn đọc nắm được vấn đề. Để có thể tính toán cụ thể cần phải dùng các tiêu chuẩn cùng với bảng tra các trị số của các hệ số trong công thức.

### 2.3.2 Công thức tính sức chịu tải cực hạn do ma sát thành cọc ( $Q_f$ )<sup>6)</sup>

Tính toán sức chịu tải cực hạn do ma sát gây ra liên quan đến quan niệm về sử dụng ứng suất toàn phần (total stress) hay ứng suất hữu hiệu (effective stress). Một số bằng chứng từ thực nghiệm cho thấy rằng sử dụng ứng suất hữu hiệu cho kết quả gần với thí nghiệm cọc hơn. Mặc dù vậy cả hai quan niệm này vẫn được sử dụng rộng rãi cho tính toán ma sát thành cọc. Dưới đây là ba phương pháp tính ma sát cực hạn trong đất dính (cohesive soil) có tên  $\alpha$ ,  $\lambda$ ,  $\beta$ . Phương pháp  $\beta$  cũng có thể dùng để tính cho đất rời. Các công thức này đều có dạng

$$Q_f = \sum_1^n A_s f_s \quad (8)$$

$A_s$  là diện tích xung quanh của cọc tiếp xúc với nền.

$f_s$  là cường độ ma sát ở thành cọc.

#### Phương pháp $\alpha$

Phương pháp này do Tomlison đề xuất năm 1971 và có dạng như sau

$$f_s = \alpha c + p_h K \tan \delta \quad (9)$$

ở công thức này  $f_s$  có đơn vị của  $c$  và  $p_h$

$\alpha$  là hệ số phụ thuộc vào cường độ

kháng cắt không thoát nước

$C$  (hay  $S_u$ ) lực dính trung bình của lớp đất đang xét

$p_h$  ứng suất hữu hiệu (effective vertical stress) trung bình ở giữa lớp đang xét ( $=\gamma_s Z_i$ )

$K$  hệ số áp lực ngang của đất nền biến thiên từ  $K_0$  đến 1.75 phụ thuộc vào mật độ ban đầu của nền

$\delta$  góc ma sát giữa nền và thành cọc phụ thuộc vào tính chất nền và vật liệu cọc (giá trị của hệ số này được lập thành bảng trong các tiêu chuẩn khác nhau).

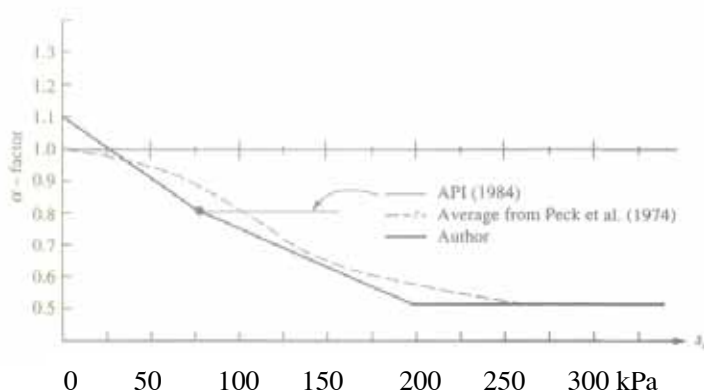
Sladen (1992) đưa ra công thức tính toán giá trị  $\alpha$  trực tiếp từ kết quả thí nghiệm cắt không thoát nước  $S_u$  như sau :

$$\alpha = C_1 \left( \frac{p_h}{s_u} \right)^{0.45}$$

$C_1 = 0.4$  đến  $0.5$  cho cọc khoan và  $>0.5$  cho cọc đóng

#### Phương pháp $\lambda$

Phương pháp này do Vijayvergiya và Focht đưa ra năm 1972 để tính ma sát cực hạn cho cọc nằm trong sét quá áp (overconsolidated clays). Tác giả tuyên bố sai số của phương pháp này so với kết quả thực nghiệm



Hình 9 Quan hệ giữa  $\alpha$  và  $S_u$

chỉ là 10%. Công thức này được sử dụng rộng rãi cho các công trình biển dọc theo bờ biển của Mỹ và vùng Vịnh Mehico trong các dự án khai thác dầu nó dựa trên nghiên cứu thực nghiệm cho cọc.

$$f_s = \lambda(p_h + 2s_u) \quad (10)$$

Su là cường độ kháng cắt không thoát nước (undrained shear strength) (kPa)

$p_h$  ứng suất thẳng đứng trung bình của lớp

$\lambda$  là hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào độ sâu của mũi cọc.

quan hệ này được biểu diễn trên Hình 9.

### Phương pháp $\beta$

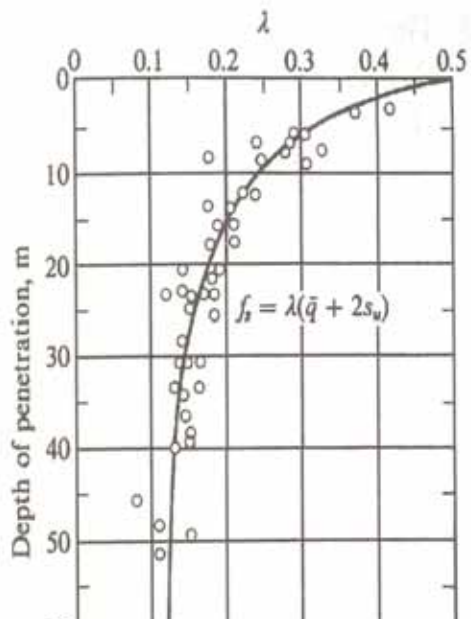
Phương pháp này do Burland<sup>(11)</sup> đề xuất năm 1973 và có dạng như sau

$$\begin{aligned} f_s &= \beta p_h \\ \beta &= K \tan \delta \end{aligned} \quad (11)$$

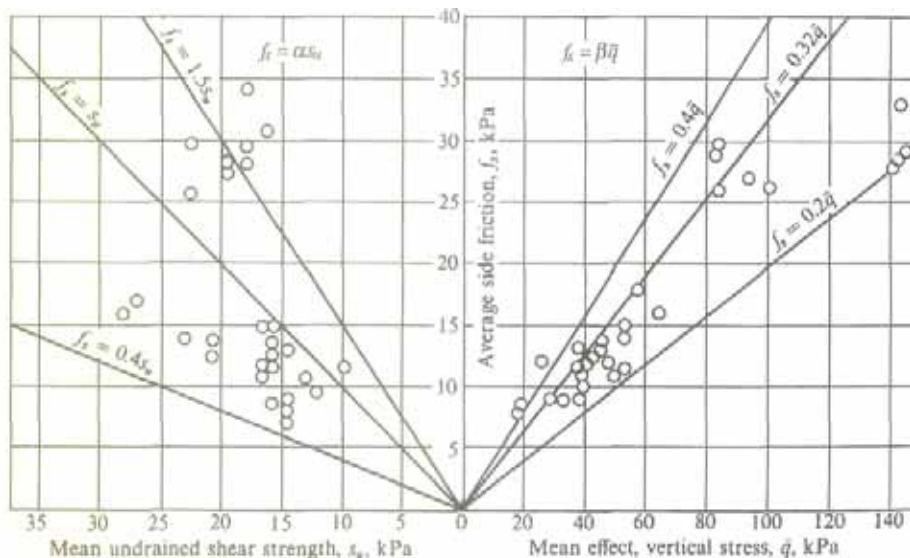
Tác giả khuyến cáo công thức này chỉ nên dùng cho đất rời

Giá trị K do nhà thiết kế lựa chọn tuy nhiên Ko thường được sử dụng cho công thức này.

Dưới đây là minh hoạ so sánh của 2 phương pháp  $\alpha$  và  $\beta$  dựa trên nghiên cứu của Flaate và Selnes. Từ hình vẽ có thể thấy rằng độ phân tán của phương pháp  $\beta$  có vẻ nhỏ hơn phương pháp  $\alpha$



Hình 10 Quan hệ giữa  $\lambda$  và độ sâu



Hình 11 Phương pháp  $\alpha$  và  $\beta$

## 2.4 Xác định sức chịu tải của cọc bằng kết quả thí nghiệm nén tĩnh

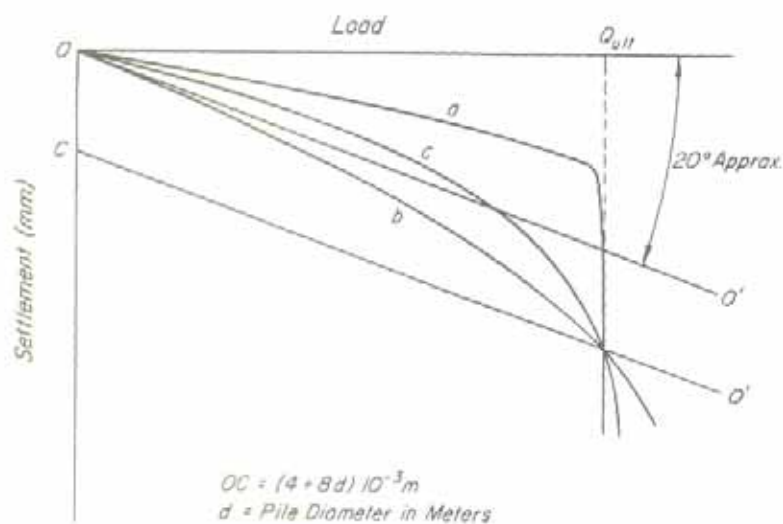
Chỉ riêng phần trình bày trên đây đã cho thấy có rất nhiều công thức khác nhau để tính toán dự báo sức chịu tải của cọc. Đó là chưa kể đến các tiêu chuẩn địa phương (Local code) có các hệ số tính toán riêng cho mình. Như vậy đặt ra một câu hỏi công thức nào là tốt nhất và sát với thực tế nhất. Xin trả lời là không có công thức nào có được vị trí đó trong lý thuyết về sức chịu tải của cọc. Trên thực tế tùy thuộc vào điều kiện địa chất mà các công thức có tính ứng dụng khác nhau. Nghiên cứu thực nghiệm của từng quốc gia hay khu vực đem lại các công thức gần sát với thực tế. Thêm vào đó là kinh nghiệm của kỹ sư đối với khu vực địa chất cũng đóng vai trò quan trọng. Trong hoàn cảnh đó thì sức chịu tải từ thí nghiệm hiện trường là một trong những số liệu có độ tin cậy cao nhất. Nhưng như bạn đọc cũng biết số liệu thí nghiệm phụ thuộc vào phương pháp thí nghiệm và phân tích có yếu tố chủ quan của kỹ sư đối với số liệu đó. Thí nghiệm cọc không nằm ngoài việc này. Cùng một kết quả thí nghiệm hai kỹ sư khác nhau có thể phán đoán sức chịu tải khác nhau.

Phần này xin bàn đến hai phương pháp thí nghiệm cơ bản và phương pháp xác định sức chịu tải cực hạn dựa trên kết quả thí nghiệm thử tải cọc.

### **Thí nghiệm duy trì tải tốc độ thấp (slow maintained load-SML tests)<sup>7)</sup>**

Thí nghiệm này rất phổ biến ở các quốc gia và tiêu chuẩn khác nhau. Tuy nhiên nhược điểm của thí nghiệm này là rất tốn thời gian. Ở thí nghiệm này tải trọng được tác dụng tăng dần lên đầu cọc sau mỗi lần chất thêm tải, cọc được theo dõi độ lún như hàm số với thời gian cho đến khi tốc độ lún còn rất nhỏ thì tiếp tục chất thêm tải. Khi sức chịu tải tiến gần đến cực hạn độ lớn của gia tải giảm dần để lấy được độ mịn của quan hệ tải trọng-lún. Sau đó là quá trình giảm tải cùng với quan sát biến dạng trở lại của cọc.

Biểu đồ quan hệ tải trọng và lún được biểu diễn ở hình 12 dưới đây.



Hình 12 Phương pháp xác định sức chịu tải cực hạn

Ba đường cong a,b và c đại diện cho 3 kết quả thí nghiệm cọc, trục nằm ngang là tải trọng và trục đứng là độ lún tương ứng. đường cong a cho thấy cọc lún đột ngột ở toạ độ gần  $Q_{ult}$  của tải trọng đây chính là tải trọng cực hạn cho trường hợp này. Tuy nhiên các thí nghiệm b và c không đưa ra được đặc trưng trên. Trong trường hợp như vậy cần có phán đoán của kỹ sư cho điểm cực hạn của sức chịu tải. Davision đưa ra phương pháp như sau để tránh sự phán đoán chủ quan trong những trường hợp như thế này. Đầu tiên ta phân tích độ lún ở đỉnh cọc bao gồm 2 nguyên nhân: Biến dạng đàn hồi của cọc dưới tác dụng của tải trọng và độ lún của nền. Biến dạng đàn hồi của cọc được tính theo lý thuyết đàn hồi

$$\Delta_{elas} = PL / AE$$

Với P,L,A,E lần lượt là tải trọng, chiều dài cọc, diện tích cắt ngang và modulus đàn hồi của cọc.

Phân biến dạng này được biểu diễn bằng đường thẳng OO' ở Hình 12 với tỷ lệ trục ngang và đứng sao cho góc nghiêng của đường thẳng này khoảng 20 độ so với phương nằm ngang (tỷ lệ này cho phép xác định sức chịu tải cực hạn tốt nhất). Sau đó kẻ đường thẳng CC' song song với OO' và xuất phát từ trục tung ở tung độ bằng  $(4+8B)10^{-3}$  m. ở đây B là bề rộng cọc hay đường kính. điểm cắt của CC' với đường cong có thể coi là điểm cực hạn. giá trị  $(4+8B)10^{-3}$  m chính là độ lún của nền ở điểm cực hạn. Phương pháp này được áp dụng với điều kiện thời gian chắt tải giữa 2 lần không quá 1h. Giá trị sức chịu tải sẽ bị đánh giá thấp nếu thời gian giữa hai lần chắt tải là 24h hoặc lâu hơn khi mà các biến dạng khác (creep or consolidation settlements) đã diễn ra và là một phần của độ lún tổng cộng.

#### ***Thí nghiệm duy trì tốc độ lún không đổi (Constant rate of penetration)<sup>7)</sup>***

Thời gian thí nghiệm có thể rút ngắn bằng phương pháp thí nghiệm khác có tên tốc độ lún không đổi (Constant rate of penetration). Thí nghiệm này phức tạp hơn do luôn luôn phải đảm bảo tốc độ lún của cọc là không đổi ví dụ cho đất dính là 0.75mm/phút hay 1.5mm/phút cho đất hạt thô. Tốc độ này được duy trì cho đến khi không cần chắt tải mà vẫn đạt được tốc độ lún đã định. Tổng tải trọng cần thiết ở thời điểm này chính là tải trọng cực hạn.

#### ***Sử dụng phương trình sóng đàn hồi***

Tôi không có ý định giới thiệu phương pháp này mà chỉ nêu tên ở đây có thể ở Việt nam các bạn cũng đã dùng đến phương pháp này. Tuy nhiên phương pháp này ứng dụng ở phép thử cho cọc đóng, liên quan đến dựng mô hình tính tương tác nền cọc và cần những phép đo gia tốc (acceleration) và suất biến dạng (strain) động nên rõ ràng phức tạp hơn các phương pháp khác.

### **2.5 Hiệu quả nhóm cọc<sup>6)</sup>**

Hiệu quả làm việc của nhóm cọc cũng là một vấn đề với nhiều ý kiến trái ngược nhau. Rõ ràng rất ít khi cọc làm việc đơn lẻ mà thường theo nhóm ít nhất là 2 hay 3 cọc trở lên. Trong trường hợp như vậy một câu hỏi cơ bản đặt ra là liệu sức chịu tải của nhóm cọc có bằng tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm hay không. Dễ thấy rằng khoảng cách giữa các cọc ảnh hưởng đến sức chịu tải của nhóm cọc. Nếu khoảng cách này lớn các vùng có ứng suất tăng trong nền do tác dụng của từng cọc không chồng chất lên nhau khi đó ảnh hưởng qua lại là không có. Tuy nhiên khoảng cách cọc quá xa sẽ nảy sinh sự bất hợp lý khi thiết kế đài cọc. Do vậy nhiều tiêu chuẩn đã nghiên cứu khoảng cách hợp lý nhất giữa các cọc để trung hoà giữa

ảnh hưởng của cọc và khoảng cách cọc. Khoảng cách hợp lý nhất là trong khoảng 2.5D-3.5D (D là bề rộng hay đường kính cọc) Tôi lấy ký hiệu D không thống nhất với cách ký hiệu của phần trên của bài này khi đã lấy ký hiệu B là vì kỹ sư Việt nam dùng thuật ngữ 2D hay 3D để chỉ khoảng cách cọc.

Hiệu quả nhóm cọc là tỷ số giữa sức chịu tải của nhóm cọc với tổng sức chịu tải của cọc trong nhóm

$$E_g = \frac{Q_0}{\sum Q_p}$$

Q<sub>0</sub> là sức chịu tải của nhóm cọc

Q<sub>p</sub> sức chịu tải của cọc đơn

Rất tiếc là ít tiêu chuẩn đưa ra chỉ dẫn về giá trị của E<sub>g</sub>. Báo cáo của ASCE committee on Deep Foundation (1984) đã khuyến cáo rằng không cần dùng đến hiệu quả nhóm cọc. Báo cáo này cho rằng đối với đất rời với khoảng cách cọc thông thường là 2D-3D E<sub>g</sub> thậm chí có giá trị lớn hơn 1. Lý do là vì đối với đất rời quá trình đóng cọc đã làm đất gần cọc có mật độ tăng lên các cọc sau càng làm đất chặt hơn so với cọc trước do vậy hiệu quả nhóm sẽ lớn hơn 1.

Trong tiêu chuẩn AASHTO (1990) có khuyến cáo dùng công thức hiệu quả nhóm cọc như sau cho nhóm cọc treo (friction pile)

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Với m,n là khoảng cách tim của hai cọc ở biên của nhóm theo hướng cạnh dài và ngắn.

D là đường kính hay bề rộng cọc

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{D}{s} \right)$$

S là bước cọc (khoảng cách giữa hai cọc sát nhau)

Nếu các bạn để ý đến tiêu chuẩn của Nga (SNIP) thì khoảng cách cọc là 3D khoảng cách này nhìn chung có thể bỏ qua hiệu ứng nhóm cọc trong trường hợp cọc nhỏ. Đối với cọc có đường kính lớn các tiêu chuẩn như Nhật bản có nhắc đến hiệu quả nhóm cọc và tính toán thiên về an toàn.

## 2.6 Sức chịu tải cho phép

Toàn bộ phần trình bày trên chỉ liên quan đến sức chịu tải cực hạn của cọc. Ta không thể dùng giá trị này mà không có hệ số an toàn. Hệ số an toàn tính đến sự biến động của nền so với kết quả khảo sát địa chất trong khu vực công trình, chất lượng của công tác thi công và chất lượng cọc. Hệ số này nằm trong phạm vi từ 2 đến 4 tùy vào tiêu chuẩn, biện pháp thi công. Khi tính toán sức chịu tải độc giả đừng quên xét cân bằng có tính đến trọng lượng cọc và khối đất đàn hồi dưới mũi cọc. Nhìn chung khi cọc có kích thước nhỏ hai đại lượng này có ảnh hưởng không đáng kể tuy nhiên khi cọc có kích thước lớn ảnh hưởng này là rõ ràng vì thế ở các tiêu chuẩn đều có tính đến các lượng này.



## Appendix 1<sup>8)</sup>

### Sức chịu tải thẳng đứng tính toán cho cọc đơn theo tiêu chuẩn hiện hành của Nhật

#### Trích từ Japan Specification for Highway Bridges

Sức chịu tải tính toán của cọc đơn được tính theo công thức sau

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \quad (1)$$

Với

R<sub>a</sub>: Sức chịu tải cho phép tác dụng lên đỉnh cọc theo hướng dọc trục của cọc (kN)

n : hệ số an toàn (xem bảng 1 dưới đây)

γ : Hệ số hiệu chỉnh cho phương pháp xác định sức chịu tải (xem bảng 2 dưới đây)

R<sub>u</sub> : sức chịu tải cực hạn của nền (kN)

W<sub>s</sub> : Trọng lượng đất do cọc chiếm chỗ (kN)

W : Trọng lượng cọc hay trọng lượng đất trong cọc (cọc ống) (kN)

Trong trường hợp trọng lượng cọc nhỏ có thể tính theo công thức sau

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad (2)$$

Bảng 1. Hệ số an toàn n

	Cọc chống	Cọc treo (cọc ma sát)
Điều kiện bình thường	3	4
Gió to, động đất Level 1	2	3

Chú thích : Level 1 là phân loại theo tiêu chuẩn trong ngành Civil Engineering của Nhật Bản. Theo phân loại này động đất chia làm 2 cấp (level) với cấp 2 (Level 2) là động đất qui mô lớn.

Bảng 2. Hệ số hiệu chỉnh γ

Phương pháp dự đoán sức chịu tải cực hạn	Hệ số hiệu chỉnh γ
Theo công thức dự báo sức chịu tải	1.0
Bằng thí nghiệm nén thử tải cọc	1.2

Sức chịu tải cực hạn được tính toán theo công thức sau

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad (3)$$

A là diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)

q<sub>d</sub> Cường độ kháng cực đại ở mũi cọc (kN/m<sup>2</sup>)

U chu vi cọc (m)

L<sub>i</sub> Bề dày lớp tiếp xúc thứ i với mặt xung quanh của cọc (m)

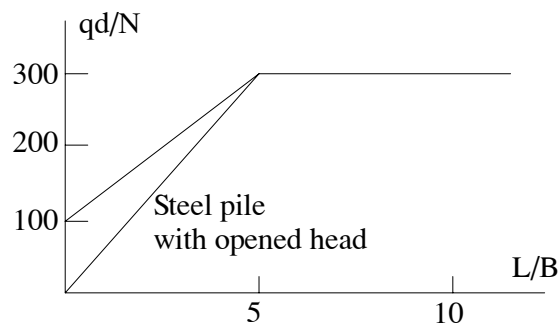
f<sub>i</sub> : Cường độ ma sát bên thành cọc của lớp thứ i (kN/m<sup>2</sup>)

Cường độ  $q_d$  được xác định cho các phương pháp thi công khác nhau là khác nhau

A. Đối với biện pháp đóng cọc hoặc ép dùng Vibro Hammer quan hệ giữa  $q_d$  và chiều sâu của cọc được biểu diễn trên Hình 1.

$L/B$  là tỷ số của chiều sâu mũi cọc với độ rộng hay đường kính của cọc. Trục tung là tỷ số giữa cường độ kháng cực hạn ở mũi cọc với giá trị  $N$  của thí nghiệm SPT.

Đối với cọc thép có tiết diện hở tỷ số  $q_d$  được xác định bởi đường thẳng xuất phát từ gốc tọa độ.



Hình 1. quan hệ  $q_d$  và chiều sâu cọc

B. Cọc khoan đổ tại chỗ (cast-in-place)

Đối với cọc đổ tại chỗ phương pháp thi công ảnh hưởng

lớn đến sức chịu tải của cọc. Bảng 3 cho các giá trị  $q_d$  trong phương pháp này

Bảng 3. Giá trị  $q_d$  theo phương pháp đổ tại chỗ

Loại nền	$q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sỏi hoặc nền cát ( $N \geq 30$ )	3000
Nền sỏi tốt ( $N \geq 50$ )	5000
Nền sét cứng	$3q_u$

$q_u$  Là cường độ nén 1 trục

$N$  là trị số trong thí nghiệm xuyên chuẩn SPT

Bảng 3. Giá trị  $q_d$  theo phương pháp khoan trước (pre-boring method)

Loại nền	$q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
nền cát	150N ( $\leq 7500$ )
Nền sỏi	200N ( $\leq 10000$ )

Bảng 4. Cường độ ma sát thành cực hạn  $f_i$  (kN/m<sup>2</sup>)

	Nền cát	Nền sét
Phương pháp đóng, ép	2N ( $\leq 100$ )	C hoặc 10N ( $\leq 150$ )
Đổ tại chỗ	5N ( $\leq 200$ )	C hoặc 10N ( $\leq 150$ )
Khoan trước	5N ( $\leq 200$ )	C hoặc 10N ( $\leq 100$ )

Ngoài ra còn có bảng cho tính trong phương pháp thi công như Cement milk, hay cho cọc thép dùng soil-cement đã được lược ở đây. Nếu bạn đọc có ý định chỉ thị các phương pháp thi công dùng những công nghệ này và nói chung muốn dùng tiêu chuẩn Nhật thì nên đọc tài liệu gốc vì ngoài bảng biểu còn có rất nhiều chú thích trong tiêu chuẩn này mà không thể bỏ qua được khi thiết kế.

### Lời kết

Cọc là cấu kiện được thiết kế với hệ số an toàn lớn điều này cho thấy cái nhìn thận trọng của kỹ sư với cấu kiện trong lòng đất này. Rõ ràng hai yếu tố nền và biện pháp thi công ảnh hưởng trực tiếp đến sức chịu tải cực hạn làm ta khó có thể dùng hệ số an toàn thấp hơn được. Mọi công thức tính toán cọc được đề xuất đều dựa trên các giả thiết nên chỉ sử dụng để làm kết quả định hướng cho thiết kế cọc. Tới thời điểm này xác định sức chịu tải của cọc bằng kết quả thí nghiệm cọc tại hiện trường vẫn cho số liệu có độ tin cậy cao nhất. Ngoài số liệu thử cọc các số liệu về cọc trong quá trình thi công đại trà (chẳng hạn chiều sâu thực tế đạt được, số đọc áp lực của máy nén vv...) có thể cho kỹ sư một bức tranh toàn cảnh về nền và sức chịu tải của toàn bộ cọc ở công trình. Các số liệu này cũng nên được phân tích để tăng sự tự tin của kỹ sư cho đồ án móng của mình.

Ngoài sức chịu tải thẳng đứng còn nhiều vấn đề liên quan đến móng cọc mà để hoàn thiện các bài luận này cần một cuốn sách thực thụ về cọc. Các vấn đề như dự báo lún, sức chịu tải ngang, các mô hình tính kết hợp cọc với nền cùng với các vấn đề công nghệ thi công cũng là những chủ đề quan trọng về cọc.

Công nghệ cọc ở các nước phát triển như Nhật Bản hiện nay khá là hoàn thiện chính và họ đã đưa vào tiêu chuẩn các thông số để tính sức chịu tải dựa trên các biện pháp thi công khác nhau. Những thông số này dựa trên kết quả của nhiều nghiên cứu đã và đang tiến hành để cải thiện tiêu chuẩn của người Nhật cho những điều kiện nền ở Nhật. Với lý do này tiêu chuẩn một lần nữa thể hiện tính địa phương của nó. Để sử dụng được tiêu chuẩn của Nhật và tiêu chuẩn nước ngoài nói chung ta cần nắm vững các công nghệ, phương pháp và phạm vi áp dụng cho các tiêu chuẩn đó.

Xu hướng dùng móng cọc là tất yếu khi tầng cao ở các đô thị ngày một vươn lên, những cây cầu khẩu độ lớn ngày một nhiều. Kỹ sư Việt nam đứng trước những bài toán này cần có trong tay một công cụ mạnh hơn để có thể thiết kế, xây dựng tức là những tiêu chuẩn cho các công trình qui mô đó. Khi ta chưa có tiền đề làm được nghiên cứu cho chính mình và lập ra các tiêu chuẩn thì việc sử dụng tiêu chuẩn của các nước tiên tiến là hướng đi đúng nhưng đi kèm theo việc này cần cập nhật thông tin đầy đủ để có thể sử dụng các tiêu chuẩn này với sự tự tin. Chia sẻ thông tin trong giới làm nghề là vô cùng cần thiết cho quá trình cập nhật này.

Diễn đàn [www.Ketcau.com](http://www.Ketcau.com) quả là một ý tưởng hay và có ích cho việc chia sẻ thông tin. Ta nên kêu gọi các nhà chuyên môn trong và ngoài nước tham gia để cùng giải quyết những thắc mắc khó khăn trong công tác thiết kế xây dựng. Tôi tin rằng cách làm này có thể tạo ra một môi trường học thuật để chúng ta học hỏi lẫn nhau rất thuận lợi.

Chúc các bạn đồng nghiệp thành công với các đồ án của mình

Xin gửi lời chào thân ái từ Nhật Bản.

#### Preferences

- 1) Vesic, A.S : Bearing capacity of Deep Foundation in Sand, Highway Research Record, Vol.39, pp. 112-153, 1963
- 2) Terzaghi, K: Theoretical Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 1943.
- 3) 阪口 理：現場打ち杭の鉛直支持力に関する実験的研究，1969
- 4) Meyerhof, G.G.: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, Vol.2, No.4, pp.301-332, 1951.
- 5) Berezantzev, V.G. et al.: Load Bearing capacity and Deformation of Piled Foundations, Proc. Of 5<sup>th</sup> Int. Conf. SMFE, Vol.2, pp.11-15, 1961.
- 6) Joseph E.Bowles : Foundation Analysis and Design, McGRAW-HILL International Edition, 1996.
- 7) Terzaghi K. et al : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Son, Inc., 2000.
- 8) 日本道路協会：道路橋支方書・同解説，下部構造編．